

# 粉质黏土填料在 $K_{30}$ 试验加载进程中的变形 时间效应状态分析

熊 勇<sup>1,2</sup>, 罗 强<sup>1,2</sup>, 张 良<sup>1,2</sup>, 蒋良淮<sup>1,2</sup>, 朱江江<sup>1,2</sup>

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

**摘 要:** 变形稳定标准和分级加载制度是影响  $K_{30}$  试验效率和准确性的关键因素, 与加载进程中填土的变形时间效应状态密切相关。开展了 3 组最优含水率下压实系数  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 填土模型的小型平板载荷试验, 获得了不同荷载作用下填土变形时程曲线和弹塑性变形数据, 讨论了在  $K_{30}$  试验加载进程中填土变形状态的变化及其对加载稳定时间的影响。试验表明: 良好压实的粉质黏土填料, 在  $K_{30}$  试验进程中的变形以弹性为主, 处于缓慢收敛状态, 随着加载级数增加, 塑性变形比例逐渐增大, 变形时间效应呈现出由微弱进入明显状态的演化趋势, 变形 1.25 mm 对应于缓慢收敛中的微弱时间效应亚状态; “变形速率不超过 0.01 mm/min” 变形稳定标准分级加载时间随时间效应指数呈加速增长规律, 能在保证试验精度的基础上提高试验效率; 以最大荷载下填土变形时间效应不应超过显著状态、变形量不小于 1.25 mm 为约束条件, 针对 5 级加载、0.04 MPa 荷载增量的加载制度, 可得  $K_{30}$  试验的适宜范围为 60~160 MPa/m。

**关 键 词:** 铁路路基; 粉质黏土;  $K_{30}$  试验; 时间效应; 变形状态

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018) 03-0863-09

## Analysis of deformation time effect of silt clay filler in $K_{30}$ loading process

XIONG Yong<sup>1,2</sup>, LUO Qiang<sup>1,2</sup>, ZHANG Liang<sup>1,2</sup>, JIANG Liang-wei<sup>1,2</sup>, ZHU Jiang-jiang<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China;

2. MOE Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China)

**Abstract:** The standard of deformation stability and the design of stepwise loading are the key factors affecting the efficiency and accuracy of  $K_{30}$  test, and closely related to deformation time-effect state of the filling in the loading process. To get time history curve and deformation data, three small plate loading tests of unit structure filling models are carried out in optimal water rate at compaction coefficient ( $K$ ) of 0.90, 0.95 and 1.00. The change of the deformation state of the soil during the loading process of  $K_{30}$  test and the influence of the loading stability time are discussed. The results indicate that, the deformation of well compacted silty clay filler in the process of  $K_{30}$  test is mainly elastic, and almost in state of slow convergence. With the increasing of load, the ratio of plastic deformation gradually develops, and the evolution trend of deformation state is presented from weak to strong. When accumulated to 1.25 mm, the deformation is in the sub-state of weak in slow convergence. The standard of “0.01 mm/min”, step-loading time of which shows accelerating growth pattern, can apparently reduce test time with acceptable test error. On the principle that the deformation state should be in apparent state during loading process, and deformation should exceed 1.25 mm, for loading system of five steps and 0.04 MPa load increment, it is suggested that the  $K_{30}$  value in the detection of compaction quality of fine grained soil filler should be between 60–160 MPa/m.

**Keywords:** railway subgrade; silt clay;  $K_{30}$  test; time effect; deformation state

## 1 引 言

路基填筑质量控制是路基工后沉降满足设计要

求, 维持轨道长期稳定性和平顺性, 保证高速铁路长期高效安全运营的重要技术环节。路基填筑质量有效检测是路基填筑质量控制的重要方面。世界各

收稿日期: 2016-03-28

基金项目: 重点基础研究发展计划 (973) 项目 (No.2013CB036204); 国家自然科学基金青年基金项目 (No.51408491)。

This work was supported by the National Program on Key Basic Research Project of China (973 Program) (2013CB036204) and the National Natural Science Fund Youth Fund Project (51408491).

第一作者简介: 熊勇, 男, 1987 年生, 博士研究生, 主要从事铁路路基方面的研究工作。E-mail: yongx1118@163.com

通讯作者: 罗强, 男, 1963 年生, 博士, 博士生导师, 主要从事路基与土工技术方面的研究工作。E-mail: LQrock@home.swjtu.edu.cn

国在铁路建设过程中,形成了不同的路基填料压实质量检测体系。日本采用地基系数  $K_{30}$  和压实系数  $K$  作为铁路路基填筑压实质量主要检测方法<sup>[1]</sup>;德国采用变形模量( $E_{v2}$ 、 $E_{v2}/E_{v1}$ )和压实系数  $D_{pr}$  控制,基床增加动态变形模量  $E_{vd}$ ,路堤填土增加空气率  $n_a$ <sup>[2]</sup>;法国路基压实质量以压实系数  $D_{pr}$  检测为主,路基表层增加变形模量  $E_{v2}$  检测<sup>[3]</sup>;意大利先以压实系数  $D_{pr}$ ,后增加变形模量  $E_{v2}$  和马歇尔(Marshall)稳定度分别控制路基结构土层和沥青混凝土层填筑质量<sup>[4]</sup>;我国高速铁路规范<sup>[5]</sup>规定路基压实质量以  $K$  和  $K_{30}$  作为主要控制参数,基床部分增加动态变形模量  $E_{vd}$  检测。 $K_{30}$  试验现已成为我国铁路路基填筑质量的重要控制参数和检测方法,全面研究  $K_{30}$  试验,对合理、高效地进行压实质量检测,优质高效地开展铁路工程建设有重要意义。

地基系数  $K_{30}$  平板载荷试验在我国第1条重载铁路大秦线开始引用<sup>[6]</sup>,秦沈客运专线将  $K_{30}$  列为路基填筑压实质量控制指标<sup>[7]</sup>。目前,我国铁路路基设计规范<sup>[8]</sup>将  $K_{30}$  值作为I、II级铁路路基设计指标,高速铁路设计规范<sup>[5]</sup>将  $K_{30}$  值作为高速铁路路基设计控制参数。经过多年应用,有关  $K_{30}$  试验已建立了良好的研究基础,主要研究集中在  $K_{30}$  值与其他关键参数之间的关系方面。张千里等<sup>[9]</sup>讨论了填料弹性模量  $E$  与  $K_{30}$  值之间关系;程远水<sup>[10]</sup>、杨有海<sup>[11]</sup>和黄大维<sup>[12]</sup>等通过现场试验讨论了  $K_{30}$  值与变形模量( $E_{v1}$ 、 $E_{v2}$ )和动态模量  $E_{vd}$  之间相关关系。也有部分学者对  $K_{30}$  试验提出了改进措施。刘钢等<sup>[13]</sup>提出了荷载-时间控制法,有效地提高了试验效率;张传光<sup>[14]</sup>针对人为操作对  $K_{30}$  检测的影响,设计了  $K_{30}$  自动检测设备系统。 $K_{30}$  试验的变形稳定标准决定分级加载时间,直接影响试验  $p$ - $S$  曲线,分级加载制度则决定试验分级加载级数;二者均是影响  $K_{30}$  试验效率和准确性的重要因素,但相关研究甚少。因此,有必要从内在机制上对  $K_{30}$  试验进程中土体的变形时间效应进行讨论。

为此,采用填土模型试验手段,开展室内精细  $K_{30}$  试验,掌握试验进程中填土变形的弹塑性特征;通过讨论土体变形时间效应状态,对  $K_{30}$  试验加载进程中填土变形状态的演化趋势进行分析;从而明确  $K_{30}$  试验分级加载稳定时间与变形状态之间关系,为探讨  $K_{30}$  试验合理加载时间和加载制度提供研究基础。

## 2 模型试验设计

### 2.1 模型空间构筑和加载装置

试验模型如图1和图2所示,由核心区内填土和核心区外堆土两部分构成。试验前,多次开展了  $K_{30}$  试验和测试极限承载力的载荷板试验,以  $K_{30}$  值和极限承载力的测试值与  $K_{30}$  和地基极限承载力的经验值相近为原则,确定了核心区外较为合适的堆土区尺寸。

如图1和图2所示,试验模型高度为1.00 m,顶面长、宽均为2.82 m,底面长、宽均为3.82 m。其中,核心填土区长宽均为0.70 m、高1.00 m,核心区外堆土以袋装碎石土构筑;填土和堆土两部分通过厚0.06 m的砖墙分隔,构成几何规则的空间,以便于精确控制填土压实度。砖墙四角互不搭接,放置于地面,近似模拟出半无限体空间状态的地基环境。

试验加载板为圆形钢板,直径  $d=0.3$  m、厚度  $H=0.025$  m。加载板面如图1、2对称布置两个精度为  $3\sim 5\ \mu\text{m}$  的电涡流位移计。

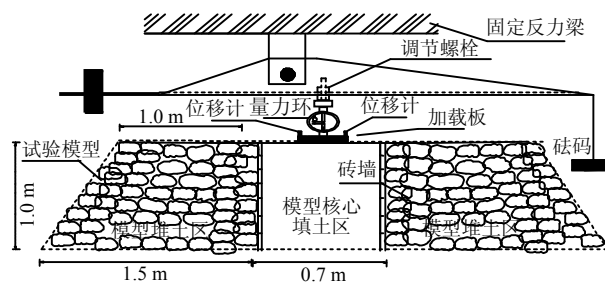


图1 模型及加载设备剖面示意图

Fig.1 Profile of model and loading equipment

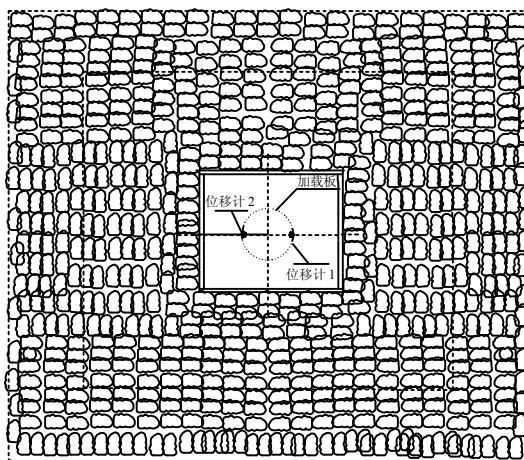


图2 模型及测点布置平面示意图

Fig.2 Vertical view of model and measuring points

### 2.2 模型填土基本物性参数

参照《铁路工程土工试验规程》<sup>[15]</sup>对模型填土

进行了颗粒密度、颗粒分析、液限 (10 mm)、塑限、重型击实 (Z2) 等试验, 测试数据如表 1 所列。最大粒径小于 5 mm, 其中, 0.075 mm 以下粒径占 78.77%、0.005 mm 以下粒径占 28.48%、0.002 mm 以下粒径 (胶粒) 占 11.74%, 土样属于低液限粉质黏土。

表 1 地基土基本物性指标  
Table 1 Physical properties of soil

液限 / %	塑限 / %	塑性 指数	颗粒密度 /(g/cm <sup>3</sup> )	最优含水率 / %	最大干密度 /(g/cm <sup>3</sup> )
34	22	12	2.69	10	2.02

### 2.3 模型填土含水率及压实度

模型填土按最优含水率 10% 进行配制, 压实系数  $K$  分别按 0.90、0.95 和 1.00 控制。试验完成后取  $K=1.00$  和  $K=0.90$  模型中心处深度 10、30、50 cm 处土样, 通过烘干法测定的含水率计算出填土压实度如表 2 所列。

表 2 不同深度  $h$  处模型填土压实度 (单位: %)  
Table 2 Compaction degree of different heights of models (unit: %)

$K=0.90$			$K=1.00$		
$h_1=10$ cm	$h_2=30$ cm	$h_3=50$ cm	$h_1=10$ cm	$h_2=30$ cm	$h_3=50$ cm
89	89	86	97	99	97

注: 当  $K=0.90$  时, 平均压实度为 88%, 当  $K=1.00$  时, 平均压实度为 98%。

### 2.4 试验边界影响分析

模型试验圆形荷载板直径  $d=0.30$  m, 模型边长为  $2.82$  m  $=9.4d$ , 核心填土区边长  $0.70$  m  $=2.2d$ , 高度均为  $1.00$  m  $=3.3d$ 。根据图 3 中板底压强  $p$  在填土中的竖向附加应力等值线可知, 核心填土区边界竖向附加应力已小于  $5.5\%p$ , 试验主要应力影响区域在核心填土区以内。

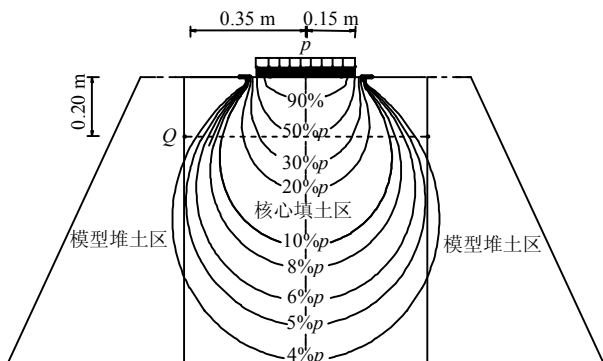


图 3 垂直附加应力等值线  
Fig.3 Contours of additional vertical stress

同时, 测试了  $K=1.00$  填土模型在  $p$  分别为

30、120、180、240 kPa 时核心区边壁上距底面 0.80 m 处  $Q$  点的水平变形, 如表 3 所列, 其中,  $p \leq 180$  kPa 时, 水平变形以少量的弹性变形为主, 只有极少量的塑性变形, 试验测得变形主要来源核心填土区域。综上可知, 在  $p \leq 180$  kPa 时, 试验中核心填土区域的设计较好地模拟了小型平板 ( $d=0.30$  m) 载荷试验主要影响区域。

表 3  $Q$  处水平回弹变形与塑性变形  
Table 3 Lateral and surface deformations of  $Q$

板底压强 / kPa	水平变形 / mm	水平回弹变形 / mm	水平塑性变形 / mm
30	0.020	0.020	0.000
120	0.046	0.036	0.010
180	0.055	0.040	0.015
240	0.202	0.150	0.052

### 2.5 试验加载与数据采集

模型填筑完成后, 参照《铁路工程土工试验规程》<sup>[12]</sup> 开展地基系数  $K_{30}$  试验, 总沉降大于 1.25 mm 时, 不再进行下一级加载, 卸除荷载保持 1 min。试验加载过程中, 通过集成测控系统按 2 s 的时间间隔实时采集测点 1 和测点 2 的沉降量。

## 3 模型填土 $K_{30}$ 试验弹塑性变形分析

试验测得  $K_{30}$  试验加载过程中土体变形时程曲线如图 4 所示, 对应的板底压强  $p$  与板底沉降  $S$  之间关系曲线如图 5 所示。压实系数  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 填土模型在 40 kPa 预加载阶段产生的一次回弹变形  $S_e$  分别为 0.299、0.235、0.219 mm, 按回弹变形与荷载之间良好的线性关系<sup>[10,16]</sup>, 得到各级加载下填土模型的回弹变形  $S_e$  和塑性变形  $S_p$  及各自占总变形比例  $\alpha_e$  和  $\alpha_p$ , 如表 4 所示。

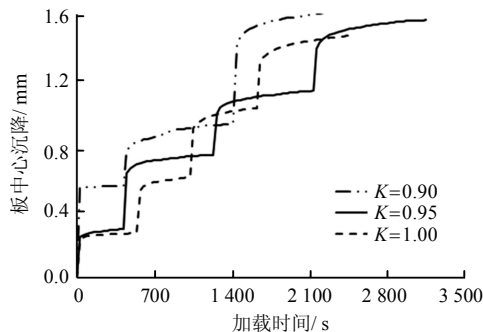


图 4  $K_{30}$  试验沉降时程曲线  
Fig.4 Time history curves of  $S$  during  $K_{30}$  test

试验测得的  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 填土模型在  $K_{30}$  试验完成后, 卸载得到  $S_e$  分别为 0.893、0.928、0.903 mm, 按荷载与回弹变形的线性关系推

算得到的  $S_e$  分别为 0.897、0.940 和 0.876。前后二者差值均在 0.03 mm 之内。可认为, 当  $p \leq 160$  kPa 条件下, 对填土模型的回弹变形近似按线性推算是可行的。

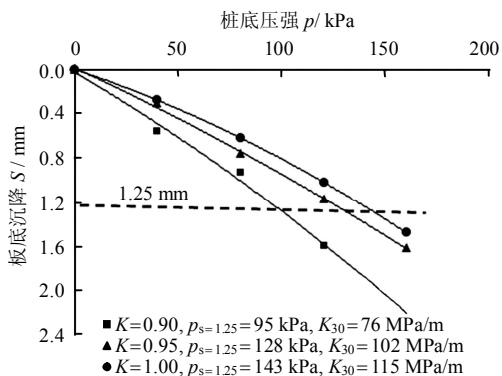


图 5  $K_{30}$  试验  $p$ - $S$  曲线

Fig.5 Curves of  $S$  with  $p$  during  $K_{30}$  test

表 4 不同荷载作用下填土模型的  $S_e$  和  $S_p$  及  $\alpha_e$  和  $\alpha_p$   
Table 4  $S_e$  and  $S_p$  of filling models and their ratio  $\alpha_e$  and  $\alpha_p$

$P$ / kPa	$K=0.90$				$K=0.95$				$K=1.00$			
	$S_e$ / mm	$S_p$ / mm	$\alpha_e$ / %	$\alpha_p$ / %	$S_e$ / mm	$S_p$ / mm	$\alpha_e$ / %	$\alpha_p$ / %	$S_e$ / mm	$S_p$ / mm	$\alpha_e$ / %	$\alpha_p$ / %
40	0.299	0.259	53	47	0.259	0.060	80	20	0.219	0.052	81	19
80	0.598	0.336	64	36	0.470	0.273	63	37	0.438	0.173	72	28
120	0.897	0.701	56	44	0.705	0.427	62	38	0.657	0.371	64	36
160	/	/	/	/	0.940	0.625	60	40	0.876	0.594	59	41
卸载	0.893	/	/	/	0.928	/	/	/	0.903	/	/	/

由式 (1) 可知, 填土模型在地基系数  $K_{30}$  试验中的最大荷载小于允许承载力估计值, 更小于极限承载力, 填土不会发生破坏。

当板底沉降为 1.25 mm 时,  $K=0.90$ 、0.95 和 1.00 填土模型的板底压强  $p$  分别为 95、128 和 143 kPa, 利用回弹变形与荷载之间存在的近似线性关系, 得到  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 填土模型塑性变形占总变形的比例  $\alpha_p$  分别为 43.2%、39.8% 和 37.4%。可见, 板底沉降达到 1.25 mm 时, 塑性变形占总变形比例  $\alpha_p$  均值为 40.1%。

填土模型在  $K_{30}$  试验中的回弹变形  $S_e$  与板底压强  $p$ 、填土一次回弹模量  $E_{r1}$  满足关系式:

$$S_e = 0.79 \frac{(1-\mu^2)}{E_{r1}} dp \quad (2)$$

通过定义  $K_{30}$  为

$$K_{30} = \frac{p}{S} = p \frac{\alpha_e}{S_e} \quad (3)$$

可得  $E_{r1}$  与  $K_{30}$  满足:

$$E_{r1} = 0.79(1-\mu^2)d \frac{p}{S_e} = 0.33K_{30} \quad (4)$$

由表 4 可知,  $K=0.90$  填土模型在第 1 级荷载 40 kPa 作用下, 发生明显塑性变形, 为 0.259 mm, 占累计总变形的 47%, 随着荷载增加到 80 kPa 和 120 kPa 时, 塑性变形占累计总变形比例依然在较高水平, 分别为 36% 和 44%;  $K=0.95$  和  $K=1.00$  填土模型在第 1 级荷载 40 kPa 作用下, 产生的塑性变形仅为 0.060 mm 和 0.052 mm, 占总变形比例  $\alpha_p$  分别为 20% 和 19%, 随着试验加载完成时, 塑性变形占总变形的比例  $\alpha_p$  增加到较高的 40% 和 41%。由试验过程中弹塑性变形比例可知, 整个试验过程填土模型以弹性变形为主。根据地基允许承载力  $[\sigma]$  与  $K_{30}$  之间的经验关系:

$$[\sigma] = 2.4K_{30} + 15 \quad (1)$$

式中:  $K_{30}$  单位为 (MPa/m);  $[\sigma]$  单位均为 kPa。

利用弹性变形与总变形的比例  $\alpha_e$ , 得一次变形模量  $E_{v1}$  为

$$E_{v1} = \alpha_e E_{r1} \approx 0.20K_{30} \quad (5)$$

式 (4)、(5) 中  $\alpha_e = 60\%$ , 泊松比  $\mu = 0.4$ , 承载板直径  $d = 0.30$  m。  $E_{r1}$  单位为 MPa。

一般  $E_{r1}$  和  $E_{v2}$  相差不大, 则由式 (4) 和式 (5) 可知, 在  $\alpha_e = 60\%$  条件下  $E_{v2} \approx E_{r1} = 1.65 E_{v1}$ , 与程远水<sup>[10]</sup>试验测得的  $E_{v2} \approx (1.5 \sim 2.2) E_{v1}$  具有一致性。因此, 板底沉降达到 1.25 mm 时, 塑性变形占总变形比例  $\alpha_p$  均值为 40.1% 是可靠的。

近似视填土模型为均质体, 弹性模量沿深度为定值, 则试验圆形加载板底中心处竖向弹性应变沿深度的变化规律与附加应力衰减系数变化规律一致, 利用 Boussinesq 解计算出的板底中心下不同深度处竖向附加应力衰减系数按指数函数拟合回归得到任意深度  $h$  处衰减系数  $f(h)$  满足:

$$f(h) = e^{-3.86h} \quad (6)$$

进而可在模型填土高度范围 0~1 m 内积分得

到板底中心下模型顶面 ( $h=0$ ) 处最大回弹应变  $\varepsilon_e^0$  与回弹变形  $S_e$  之间满足:

$$\varepsilon_e^0 = -3.86 S_e (e^{-3.86} - 1) \quad (7)$$

根据表 4 中由回弹变形与荷载之间的近似线性关系推算得到的回弹变形, 按式 (7) 计算可得  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 时填土模型在  $K_{30}$  试验第 1 级加载中发生的最大回弹应变  $\varepsilon_e^0$  分别为  $1.131 \times 10^{-3}$ 、 $0.878 \times 10^{-3}$  和  $0.829 \times 10^{-3}$ ; 同理, 可得到  $K_{30}$  试验各级荷载作用下和  $S = 1.25 \text{ mm}$  时, 填土模型的最大回弹应变  $\varepsilon_e^0$  如表 5 所示。

表 5  $K_{30}$  试验进程中填土产生的最大回弹应变  $\varepsilon_e^0$   
Table 5 Maximum elastic strain ( $\varepsilon_e^0$ ) of filling models during  $K_{30}$  test process

$K$	$\varepsilon_e^0 / 10^{-3}$				$S = 1.25 \text{ mm}$
	加载级数				
	1	2	3	4	
0.90	1.131	2.262	3.393		2.686
0.95	0.878	1.756	2.634	3.512	2.809
1.00	0.829	1.658	2.487	3.316	2.963

#### 4 填土变形时间效应状态划分

为分析填土变形状态在  $K_{30}$  试验进程中的变化规律, 应对填土变形时间效应状态类别进行划分。文献[16]在总结现有主要研究基础上, 按蠕变界限、长期强度和相对瞬时强度将静载下黏性地基土的累积塑性变形划分为快速收敛、缓慢收敛、缓慢发散和快速发散 4 个状态, 基于土体变形速率随时间呈负幂函数  $v(t) \propto t^{-\eta}$  的衰减规律<sup>[17]</sup>, 建立了区分土体变形状态的幂次判别准则, 如表 6 所示。

表 6 变形演化状态的幂次判别准则  
Table 6 power criterion of deformation evolution state

判别条件	变形状态	变形特征
$\eta \geq 2$	快速收敛	瞬时达到稳定
$1 < \eta < 2$	缓慢收敛	长期趋于稳定
$0 < \eta \leq 1$	缓慢发散	长期趋于破坏
$\eta \leq 0$	快速发散	瞬时达到破坏

文献[16]通过填土模型蠕变试验, 获得了压实系数为 0.90、0.95 和 1.00 的粉质黏土蠕变变形速率幂指数  $\eta$  随荷载水平呈现倒“S”型变化规律。图 6 为文献[16]中压实系数  $K = 0.95$  填土模型的测试数据。根据表 6 中的“幂次判别准则”可知, 利用  $1 \leq \eta \leq 2$  可确定出粉质黏土长期变形中缓慢收敛状态对应的荷载水平范围为  $\lambda = 8\% \sim 60\%$ ,  $\lambda$  为  $p$  与地基极限承载力的比值。

由图 6 可知, 荷载水平  $\lambda$  接近 8% 时, 速率幂指数  $\eta$  接近 2, 变形基本没有时间效应, 土体长期变形不会随时间累积; 荷载水平  $\lambda$  接近 62% 时, 速率幂指数  $\eta$  减小至接近 1, 变形具有明显时间效应, 土体长期变形随时间累积。可见, 缓慢收敛变形状态荷载水平范围较大, 时间效应程度差异明显, 应将缓慢收敛变形状态进一步细分, 以适应铁路等级、设计速度和轨道类型对路基变形时间效应的不同要求, 使铁路建设达到经济与技术的统一。

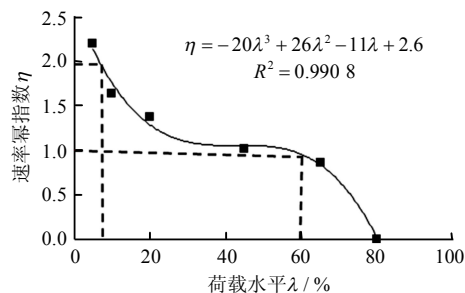


图 6 速率幂指数  $\eta$  随荷载水平  $\lambda$  变化曲线  
Fig.6 Curve of power exponent with load level  $\lambda$

对图 6 中 3 次拟合曲线变化规律进行考察可知,  $\eta$  值迅速减小, 随后缓慢减小, 再迅速减小, 进一步计算得到曲线各点处曲率变化规律, 如图 7 所示, 其中存在两个曲率极值点 A 和 B。

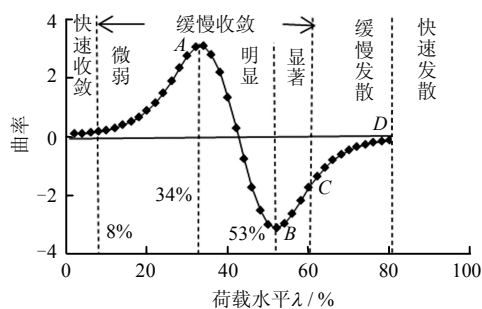


图 7 曲率变化曲线  
Fig.7 Curve of curvature with load level

将图 7 中曲线往纵坐标方向投影, 可知, 两个最大曲率点仅仅存在一个逆象, 在这两个点左右附近两个区域均存在两个逆象, 根据突变理论<sup>[18]</sup>可认为两个奇点为物理规律发生了本质变化的相变点。杰尼索夫<sup>[19]</sup>指出, 土体变形初始为土颗粒之间的相互挤密, 时间效应很微弱, 随后颗粒发生相互错动滑移, 变形时间效应明显。该种平衡条件的突变与相变点 A 相对应。

荷载水平处于 A、B 之间时, 土体的咬合摩擦处于增大阶段。荷载水平进入 B、C 之间后, 咬合摩擦呈现减小趋势, 滑动摩擦增加明显, 土体摩擦

强度表现为增强,直至超过  $C$  点后开始衰减<sup>[20]</sup>。这种土体固体颗粒之间的嵌固咬合形成的咬合摩擦增强与减弱的临界状态与  $B$  点对应,土体变形时间效应规律在  $B$  点发生突变,由明显时间效应状态进入显著时间效应状态。

当土体所受荷载水平超过  $C$  点时,土体结构进一步调整,土体结构呈减弱趋势,随着荷载超过  $D$  对应的荷载水平时,土体因无法承受荷载作用而发生结构崩溃,土体迅速破坏。

因此,按变形规律的突变特征点,可将缓慢收敛变形状态划分为微弱、明显和显著 3 种时间效应亚状态。

参考文献[16]中压实系数为 0.90、0.95 和 1.00 填土模型的  $\eta-\lambda$  曲线,按曲线突变特征,得到粉质黏土变形状态与时间效应亚状态划分的荷载水平阈值如表 7 所示。

表 7 粉质黏土变形状态划分的荷载水平阈值

Table 7 Loading threshold of silt soil in deformation evolution state

荷载水平阈值			变形状态	变形亚状态
$K=0.90$	$K=0.95$	$K=1.00$		
$\lambda \leq 10\%$	$\lambda \leq 8\%$	$\lambda \leq 10\%$	快速收敛	
$10\% < \lambda \leq 36\%$	$8\% < \lambda \leq 34\%$	$10\% < \lambda \leq 32\%$	缓慢收敛	时间效应微弱
$36\% < \lambda \leq 56\%$	$34\% < \lambda \leq 53\%$	$32\% < \lambda \leq 52\%$		时间效应明显
$56\% < \lambda \leq 60\%$	$53\% < \lambda \leq 60\%$	$52\% < \lambda \leq 65\%$		时间效应显著
$60\% < \lambda \leq 85\%$	$60\% < \lambda \leq 80\%$	$65\% < \lambda \leq 85\%$	缓慢发散	时间效应强烈
$\lambda > 85\%$	$\lambda > 80\%$	$\lambda > 85\%$	快速发散	

单元结构填土模型允许承载力 $[\sigma]$ 和极限承载力 $\sigma_f$ 按经验公式(1)和下式计算:

$$\sigma_f = 2[\sigma] \quad (8)$$

荷载水平  $\lambda$  为

$$\lambda = p / \sigma_f \quad (9)$$

式中:  $[\sigma]$  和  $\sigma_f$  单位均为 kPa。

## 5 $K_{30}$ 试验进程中填土变形时间效应特征

试验测得  $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 的填土模型  $K_{30}$  值分别 76、102、115 MPa/m, 根据分级加载荷载, 通过式(1)、(8)、(9)可计算分级加载下填土所受的荷载水平, 结果如表 8 所示。

为了描述处于缓慢收敛的变形时间效应的强弱, 将土体所受荷载水平  $\lambda$  在缓慢收敛变形状态的荷载水平范围( $\lambda_1, \lambda_2$ )内, 按下式:

$$\theta = (\lambda - \lambda_1) / (\lambda_2 - \lambda_1) \quad (10)$$

进行归一化处理得到变形时间效应指数  $\theta$ ,  $\theta$  代表了荷载水平  $\lambda$  在( $\lambda_1, \lambda_2$ )的相对位置。按式(6)可得到分级加载下和沉降  $S$  达到 1.25 mm 时填土的时间效应指数  $\theta$ , 同理, 可得到缓慢收敛状态中的微弱、明显和显著 3 类亚状态荷载水平阈值 1 和阈值 2 对应的时间效应指数, 计算结果如表 9 和图 8 所示。

表 8 模型试验分级加载的荷载水平

Table 8 Loading level of models under different loads

加载级数 或 $S$ 值	荷载水平 $\lambda / \%$		
	$K = 0.90$	$K = 0.95$	$K = 1.00$
第 1 级	10.0	7.7	6.8
第 2 级	20.0	15.4	13.6
第 3 级	30.0	23.1	20.4
第 4 级	40.0	30.8	27.2
第 5 级	50.0	38.5	34.0
$S = 1.25 \text{ mm}$	23.7	24.6	24.2

表 9 模型试验分级加载下变形时间效应指数

Table 9 Time effect coefficient of models under different loads

加载级数、 $S$ 值、阈值	时间效应指数 $\theta$		
	$K = 0.90$	$K = 0.95$	$K = 1.00$
第 1 级	0.00	0.00	0.00
第 2 级	0.20	0.14	0.07
第 3 级	0.40	0.29	0.19
第 4 级	0.60	0.44	0.31
第 5 级	0.80	0.59	0.44
$S = 1.25 \text{ mm}$	0.27	0.32	0.26
阈值 1	0.52	0.50	0.40
阈值 2	0.92	0.87	0.76

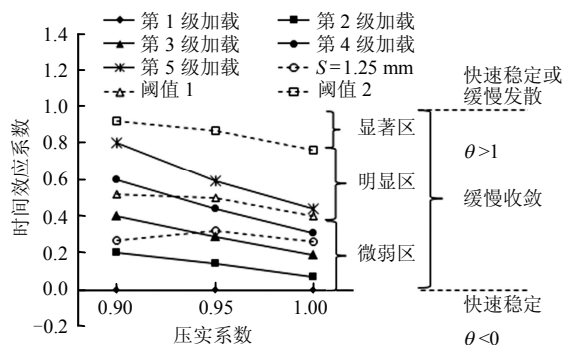


图 8  $\theta$  随压实度和加载级的变化规律

Fig.8 Curves of  $\theta$  with compaction coefficient under different loads

对同样类型荷载作用下的同类土, 使用时间效应指数  $\theta$  能清楚地描述缓慢收敛变形状态内的时间效应程度; 不同类型荷载作用下的不同土类, 缓慢收敛状态的荷载水平范围可能不同, 此时相同荷载

水平下土体变形时间效应程度不同,相比荷载水平,时间效应指数  $\theta$  则可较好地反映出时间效应程度的不同。

由图 8 可知,试验过程中土体变形处于缓慢收敛状态,  $S$  达到 1.25 mm 时,变形时间效应处于微弱状态,此时变形以弹性为主;随着荷载的增加,填土变形状态逐渐由微弱变为明显状态。具体为:  $K = 0.90$ , 填土模型在前 3 级变形处于微弱状态,第 4 和 5 级进入明显状态;  $K = 0.95$  和 1.00, 前 4 级加载下变形处于微弱状态,第 5 级加载进入明显状态。另外,相同加载级下,填土时间效应随着压实系数的增大呈现降低趋势。

表 10 两种稳定标准下的分级加载时间

Table 10 Step loading time of different stability standards

$K$	$T_{1\%}/\text{min}$					$T_{0.01\text{ mm/min}}/\text{min}$				
	第 1 级	第 2 级	第 3 级	第 4 级	第 5 级	第 1 级	第 2 级	第 3 级	第 4 级	第 5 级
0.90	6	15	15	(12)		3	4	8	(12)	
0.95	6	13	14	14	(13)	3	4	6	8	(13)
1.00	6	9	10	14	(14)	3	4	5	7	(12)

注:表中括号内数据为推测值。

由图 9 可知,“1%变形比”稳定标准下,分级加载时间随时间效应系数增大呈先增加后减少的变化趋势,而“变形速率不超过 0.01 mm/min”变形稳定标准下随时间效应系数增大分级加载时间更符合土体变形时间效应的基本规律,即时间效应越强,变形稳定所需的时间越长。另外,  $K = 0.90$ 、0.95 和 1.00 填土模型在该变形稳定标准下的试验总时间分别为 14、22、19 min,相应  $K_{30}$  值依次为 80、108、116 MPa/m,相比规范规定的“1%变形比”稳定标准,试验时间减低 50%以上,但造成  $K_{30}$  值偏大误差仅在 6%以内。

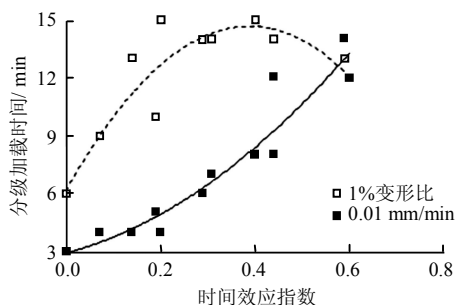


图 9 分级加载时间随时间效应指数变化曲线

Fig.9 Curves of step loading time with  $\theta$

综上所述,建议  $K_{30}$  试验分级加载按“变形速率不超过 0.01 mm/min”变形稳定标准进行控制。

## 6.2 基于变形状态的 $K_{30}$ 试验加载制度探讨

规范规定  $K_{30}$  试验总沉降超过 1.25 mm,且加

## 6 $K_{30}$ 试验的变形稳定标准和分级加载制度探讨

### 6.1 $K_{30}$ 试验的变形稳定标准探讨

铁路工程规范<sup>[15]</sup>规定  $K_{30}$  试验分级加载中,最后 1 min 内沉降量不大于该级荷载作用下产生沉降量的 1%方可施加下一级荷载,称为以“1%变形比”稳定标准。建筑地基规范<sup>[21]</sup>中载荷板试验则采用变形速率作为变形稳定标准。 $K$  分别为 0.90、0.95 和 1.00 的粉质黏土填料  $K_{30}$  试验在“1%变形比”和“变形速率不超过 0.01 mm/min”两种稳定标准下的分级加载时间如表 10 所示。

载级数不小于 5 级(荷载增量为 0.04 MPa)时,试验可终止加载。为了提高试验效率,对于  $K_{30}$  值较小的填土,应使  $K_{30}$  试验分级加载处于缓慢收敛状态以内,即第 5 级荷载(200 kPa)应小于显著状态的荷载范围上限值  $p_{\lambda=62\%} = 0.62(4.8K_{30} + 30)$ ,其中,0.62 为显著状态的荷载水平上限值的平均值,得到  $K_{30}$  值不应小于 60 MPa/m;也可将填土的变形控制在明显状态以内,其荷载上限值  $p_{\lambda=53\%} = 0.53(4.8K_{30} + 30)$ ,其中,0.53 为明显状态的荷载水平上限值的平均值,相应  $K_{30}$  值不宜小于 72 MPa/m。对于  $K_{30}$  值较大的填土,第 5 或 4 级加载的累计沉降应不小于 1.25 mm,对应的  $K_{30}$  值为 160 MPa/m 和 128 MPa/m。综上可知,5 级加载 40 kPa 荷载增量的试验加载制度适用的  $K_{30}$  值范围在 60 MPa/m 与 160 MPa/m 之间;当  $K_{30}$  值小于 60 MPa/m 时,有必要降低分级加载的荷载增量,确保试验准确;当  $K_{30}$  值超过 160 MPa/m 时,宜提高分级加载的荷载增量,以提高试验效率。

## 7 结 论

(1) 在  $K_{30}$  试验进程中,填土变形以弹性为主,占总变形比例为 60%~80%;针对  $K_{30}$  试验进程中填土变形时间效应主要处于缓慢收敛状态的特征,基于变形速率幂指数  $\eta$  随荷载水平近似呈现倒“S”型衰减曲线的特性,采用突变理论,进一步

将缓慢收敛细分为微弱、明显和显著 3 种亚类。

(2) 建立时间效应指数  $\theta$  定量描述变形的时间效应,其中时间效应微弱、明显和显著状态之间的  $\theta$  界限值分别在 0.40~0.52 和 0.76~0.92 之间;板底沉降  $S=1.25$  mm 时,  $\theta$  在 0.26~0.32 之间,变形处于时间效应微弱状态。

(3) “最后 1 min 变形不超过当前级变形的 1%”的变形稳定标准得到  $K_{30}$  试验的分级加载时间  $t$  随时间效应系数  $\theta$  先增加后减少,而“变形速率不超过 0.01 mm/min”的变形稳定标准对应为加速增长趋势;后者更符合变形稳定时间与时间效应之间的正相关变化规律,且能在保持试验精度基础上提高试验效率。

(4) 5 级加载、0.04 MPa 荷载增量的试验加载制度适用的  $K_{30}$  值范围为 60~160 MPa/m;当  $K_{30}<60$  MPa/m 时,有必要降低分级加载的荷载增量,确保试验准确;当  $K_{30}>160$  MPa/m 时,宜提高分级加载的荷载增量,以提高试验效率。

### 参考文献

- [1] 日本国有铁道. 土工结构物设计标准和解说[M]. 陈耀荣译. 北京: 中国铁道出版社, 1982.  
Nihon Kokuyu Tetsudo. Design standard and explanation of geotextile structure[M]. Translated by CHEN Yao-rong. Beijing: China Railway Publishing House, 1982.
- [2] 李怒放, 胡一峰. 中德高速铁路无碴轨道路基压实标准对比[J]. 铁道标准设计, 2008, (12): 1—4.  
LI Nu-fang, HU Yi-feng. Comparison of compaction standard for ballastless track subgrade of China Germany high speed railway[J]. **Railway Standard Design**, 2008, (12): 1—4.
- [3] 铁道科学研究院. 铁路路基基床结构设计方法及参数的研究[R]. 北京: 铁道科学研究院, 2008.  
China Academy of Railway Sciences. Study on the design method and parameters of the foundation bed structure of the railway subgrade[R]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2008.
- [4] 国家铁路局. TB 10621—2014 高速铁路设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2014.  
National Railway Administration of the People's Republic of China. TB 10621—2014 Design specification for high speed railway[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2014.
- [5] 钱立新. 世界高速铁路技术[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2003.  
QIAN Li-xin. World high speed railway technology[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2003.
- [6] 孙嘉良. 大粒径填料地基系数  $K_{30}$  平板载荷试验研究[J]. 铁道建筑技术, 2010, (8): 21.  
SUN Jia-liang. On foundation coefficient  $K_{30}$  plate loading test of large particle fillers[J]. **Railway Construction Technology**, 2010, (8): 21.
- [7] 秦沈客运专线工程总结编委会. 秦沈客运专线工程总结[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2006.  
The Editorial Committee of the Qinhuangdao Shenyang Passenger Dedicated Line Project. Summary of Qinhuangdao Shenyang passenger dedicated line project[M]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2006.
- [8] 中华人民共和国铁道部. TB 10001—2005 铁路路基设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.  
Ministry of Railways of the people's Republic of China. TB 10001—2005 Code for design of railway subgrade[S]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2005.
- [9] 张千里, 韩自力, 吕宾林. 高速铁路路基基床结构分析及设计方法[J]. 中国铁道科学, 2006, 26(6): 53—57.  
ZHANG Qian-li, HAN Zi-li, LU Bin-lin. Structural analysis and design method for subgrade bed of high-speed railway[J]. **China Railway Science**, 2006, 26(6): 53—57.
- [10] 程远水. 路基压实参数相关关系及改良土控制指标的研究[D]. 北京: 铁道科学研究院, 2007.  
CHENG Yuan-shui. Study on the correlation of subgrade compaction parameters and the control index of improved soil[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2007.
- [11] 杨有海, 黄大维, 赖国泉, 等. 高速铁路路基戈壁填料地基系数与变形模量分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2051—2056.  
YANG You-hai, HUANG Da-wei, LAI Guo-quan, et al. Analysis of ground coefficient and modulus of deformation of Gobi area filler in high-speed railway subgrade[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(7): 2051—2056.
- [12] 黄大维, 杨有海, 赖国泉, 等. 高速铁路路基动态变形模量分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(5): 1402—1408.  
HUANG Da-wei, YANG You-hai, LAI Guo-quan, et al.

- Analysis of dynamic deformation modulus for high-speed railway subgrade[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(5):1042—1048.
- [13] 刘钢, 罗强, 张良, 等. 铁路路基压实质量检测中的小型平板载荷试验分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1687—1694.
- LIU Gang, LUO Qiang, ZHANG Liang, et al. Analysis of small-sized plate loading test of quality test on railway subgrade compaction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(6): 1687—1694.
- [14] 张传光. 地基系数  $K_{30}$  检测系统研究与设计[D]. 哈尔滨: 哈尔滨理工大学, 2015.
- ZHANG Chuan-guang. Research and design of foundation coefficient  $K_{30}$  detection system[D]. Harbin: Harbin University of Science and Technology, 2015.
- [15] 中华人民共和国铁道部. TB 10102-2010 铁路土工试验规程[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2010.
- Ministry of Railways of the people's Republic of China. TB 10102-2010 Test rules for railway geotextiles[S]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2010.
- [16] 熊勇, 罗强, 张良, 等. 基于小型平板载荷试验的粉质黏土变形演化状态特征分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(9): 2560—2568.
- XIONG Yong, LUO Qiang, ZHANG Liang, et al. Analysis of deformation evolution state characteristics of silt clay based on small-sized plate loading test[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(9): 2560—2568.
- [17] 维亚洛夫. 土力学的流变原理[M]. 北京: 科学出版社, 1987.
- ВЯЛЮБ С С. Rheological principle of soil mechanics[M]. Beijing: Science Press, 1987.
- [18] 阿诺尔德. 突变理论[M]. 陈军(译). 北京: 商务印书馆, 1992.
- Arnold. Catastrophe theory[M]. Translated by CHEN Jun. Beijing: Commercial Press, 1992.
- [19] 杰尼索夫. 黏性土的工程性质[M]. 盛崇文(译). 北京: 水利电力出版社, 1960.
- ДЕНИСОВ. Engineering properties of cohesive soil[M]. Translated by SHENG Chong-wen. Beijing: Water Conservancy and Electric Power Publishing House, 1960.
- [20] 陈坚. 颗粒堆积结构对高速铁路路基粗粒土填料工程性质影响机制研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2014.
- CHEN Jian. Study on the effect mechanism of granular packing structure on the engineering properties of coarse grained soil filler in high speed railway subgrade[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014.
- [21] 中华人民共和国建设部. GB50007-2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Ministry of Construction of the Chinese People's Republic of China. GB50007-2011 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2011.
- [15] 周杰, 周国庆, 赵光思, 等. 高应力下剪切速率对砂土抗剪强度影响研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2805—2810.
- ZHOU Jie, ZHOU Guo-qing, ZHAO Guang-si, et al. Analysis of influence of shear rate on shear strength of sand under high stress[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(9): 2805—2810.
- [16] 徐肖峰, 魏厚振, 孟庆山, 等. 直剪剪切速率对粗粒土强度与变形特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(4): 728—733.
- XU Xiao-feng, WEI Hou-zhen, MENG Qing-shan, et al. Effects of shear rate on shear strength and deformation characteristics of coarse-grained soils in large-scale direct shear tests[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(4): 728—733.
- [17] 孙涛, 洪勇, 栾茂田, 等. 采用环剪仪对超固结黏土抗剪强度特性的研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(7): 2000—2010.
- SUN Tao, HONG Yong, LUAN Mao-tian, et al. Shear strength behavior of over consolidated clay in ring shear tests[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(7): 2000—2010.

上接第 838 页